

砂質地山の切羽安定性の評価に関する解析的検討

Study on the Stability of Tunnel Face in Sandy Ground by Numerical Analysis

木谷日出男¹・太田岳洋²・江崎哲郎³・蔣 宇静⁴

Hideo KIYA, Takehiro OHTA, Tetsuro ESAKI, Yujing JIANG

Stability of tunnel faces in sandy grounds is influenced by not only the mechanical properties of the ground but also groundwater conditions. Sand tank experiments have made clear that the morphological features of face collapse are influenced by the properties of grounds and the groundwater conditions. The simulations of the model experiment by a mechanical-groundwater flow coupling analysis are tried based on the finite-difference method, and it is verified that the analysis method is serviceable. The numerical parametric analyses are also carried out to understand the influences of the mechanical properties on face stability of tunnels in the water saturated sandy grounds. The results of the analyses indicated that the face stability decreases remarkably in condition of less than 80 percent in relative density of ground.

Key Words: sandy ground, face stability, mechanical-groundwater flow coupling analysis, finite-difference method

1. はじめに

トンネル掘削上の問題となる地山条件の一つに固結程度の低い砂質土、粘性土及びそれらが成層した土砂地山がある。この地山は高い地下水位を伴うことが多く、これらの条件の組み合わせによっては切羽の自立性の低下により掘削を困難とする重大な要因となる。筆者らは、未固結砂質地山を掘削対象とするトンネルについて、切羽の自立性評価法の確立を目的として、新第三紀鮮新世から第四紀洪積世の土砂地山を対象とした事例分析と浸透崩壊実験による砂質土の限界動水勾配についての評価を行い、切羽安定性評価に基づく砂質地山分類基準(暫定案)を提案した¹⁾。また、浸透崩壊実験の現場への適用性と砂質地山における切羽付近の崩壊形態を把握するために土槽実験を行い、砂質地山の相対密度、粒度および層構造の違いによる切羽崩壊時の水位分布及び崩壊形態の相違を明らかにした²⁾。

本論では、砂質地山におけるトンネル周辺の挙動と切羽の安定性を数値解析により評価するために、大変形理論に基づいた流体流動-力学連成解析手法により土槽実験結果の再現を試み、さらに、砂質地山における実トンネルを想定したパラメータ解析を行った結果を述べる。

2. 土槽実験の概要²⁾

2. 1 実験方法

実験に用いた装置の概略図を図1に示す。装置は、模擬地盤を作製する土槽部と土槽部に模擬地下水を供

¹ 正会員 (財)鉄道総合技術研究所 環境防災技術開発推進部

² 博士(理学) (財)鉄道総合技術研究所 環境防災技術開発推進部

³ 正会員 工学博士 九州大学大学院 工学研究科

⁴ 正会員 博士(工学) 長崎大学 工学部

給する水槽部からなる。土槽部前面はアクリル板とし、図1に示した位置に直径10cmの穴を開け、そこに鉄製円筒を挿入して模擬トンネルとした。また、実験中の模擬地盤内の底面水頭分布を観測するために、土槽部底面のトンネル軸上の7ヶ所にマノメータを設置した。実験に用いた砂質土は稲城砂および佐原砂の2種類の砂質土試料で、粒度分布から稲城砂は「砂質土{SF}」～「細粒分まじり砂{S-F}」に、佐原砂は「粒度のわるい砂{SP}」に分類される。

実験は、模擬地盤を作成後に模擬トンネルを掘削し、水槽水位の調整により地盤に水圧を負荷する条件で行った。

模擬地盤の密度は、模擬地盤作成時の転圧回数により管理し、作成時に定位置で、密度測定を行った。また、水槽水位は水頭分布および地盤状態が見かけ上安定するまで保持し、その後水位をあげるにより模擬地盤に作用する負荷水圧を段階的に上昇させる方法により、模擬トンネルの切羽が下記の流出状態となるまで行った。実験では、切羽で発生する現象を次のように定義し、以降の検討での比較基準とした。

- ①表層崩壊：切羽の一部の浅部をすべり面とする崩壊。
- ②深部崩壊：表層崩壊よりも明らかに深いすべり面での崩壊。
- ③流出：砂質土の模擬地盤の断続的な崩壊と定常的な運搬、あるいは大規模な土砂流出。

2. 2 実験ケースと結果

均質地盤、層状地盤等8ケース行った実験²⁾のうち、本報告では稲城砂の均質模擬地盤(ケース1)、佐原砂の均質模擬地盤(ケース2)について検討する。両実験ケースの設定水槽水位条件と、その時の切羽に発生した現象を表1に示す。いずれのケースも、深部崩壊に至るまでは切羽周辺のゆるみに伴う小規模なすべりの発生、また流出の段階では切羽前方あるいは周辺の地盤が大きく流動状態に移ることで特徴づけられる。ただし、切羽周辺における砂質土の流出状況と最終的な空洞の発達形態²⁾から、ケース1ではトンネルの延長部の砂質土が水圧により押し出された形態であるのに対し、ケース2ではトンネルの延長部だけでなく側方側からも広範囲に地下水流による浸食と砂粒子の流動が主に発生したと考えられる形態を示す。

3. 土槽実験結果のシミュレーション

3. 1 流体流動-力学連成解析のための有限差分法の基本原理⁵⁾

本論は非線形性の強い材料である未固結砂質土を対象とし、さらに解析上の重要な条件として地盤中の地下水位および流動を考慮した変形挙動を解析的に検討することを目的とする。このため、大変形理論の数値解析に適用性が高いこと、地下水問題との連成解析が可能なこと、等を考慮し以下の解析では陽解法に基づく有限差分解析法(解析コードFLAC^{3D)}を採用することとした^{3),4)}。

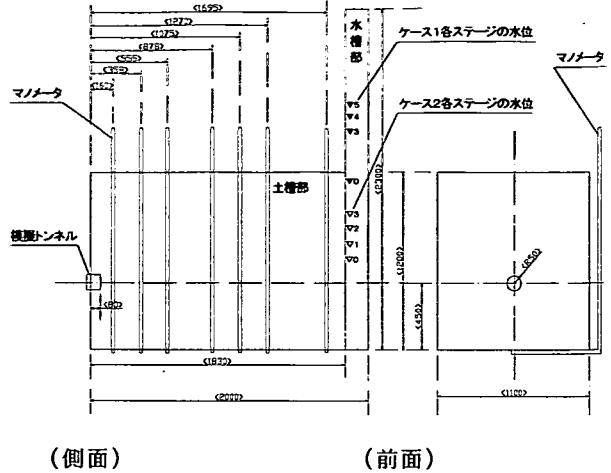


図1 実験土槽概略図

表1 水槽水位と切羽での現象

水槽水位条件	ケース1		ケース2	
	水位(mm)	切羽状態	水位(mm)	切羽状態
設定初期状態	485	—	308	—
ステージ0(開始)	1132	—	602	—
ステージ1	1352	安定	706	安定
ステージ2	1400	安定	807	表層崩壊～深部崩壊
ステージ3	1463	表層崩壊	909	流出
ステージ4	1574	深部崩壊		
ステージ5	1653	流出		

FLAC^{3D}では、物質中の流体流動を表す変数は流体の質量平衡式、流体流動に関するダルシー則に関係し、流体構成式は間隙水圧、体積ひずみに対応する。間隙水圧の影響が力学構成則の増分式で示されることにより、流体流動－力学を連成させることが可能となる。微小変形に対する流体の質量平衡式は次式で表される。

$$-\frac{\partial q_i}{\partial x_i} + q_v = \frac{\partial \zeta}{\partial t} \quad \dots (1)$$

ここに、 q_i は流動ベクトル、 q_v は流体供給の体積強度、 ζ は単位体積あたりの流体含有量変化である。伝達則は、(2)式で表されるダルシー則である。

$$q_i = -k \left[p - \rho_f x_j g_j \right]_{,i} \quad \dots (2)$$

ここに、 p は間隙水圧、 k は透水係数、 ρ_f は流体密度である。

流体含有量の変化は、間隙水圧 p 、力学的体積ひずみ ε の変化に対し線形的であると仮定されるため、流体構成則は次式のようになる。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} + \alpha \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad \dots (3)$$

ここに、 M はBiot係数、 α はBiot定数である。

間隙水圧の変化により力学的変形が生じ、この時の物質の力学構成則の増分は(4)式に示される。

$$\Delta \bar{\sigma}_{ij} + \alpha \Delta p \delta_{ij} = H_{ij}^* (\sigma_{ij}, \Delta \varepsilon_{ij}) \quad \dots (4)$$

ここに、 $\Delta \bar{\sigma}_{ij}$ は相互回転応力増分、 H_{ij}^* は与えられた関数、 δ_{ij} はKronecker deltaである。

四面体内においては、間隙水圧は線形に変化し、流体密度は一定であると仮定され、(5)式により空間的に離散化される。

$$\frac{\partial}{\partial x_j} (p - \rho_f x_j g_j) = -\frac{1}{3V} \sum \left\{ p^I - \rho_f (x_i^I - x_i^1) g_i \right\} n_j^{(I)} S^{(I)} \quad \dots (5)$$

なお、陽解法においては、節点における間隙水圧は、微小時間 Δt では線形に変化すると仮定し、時刻 t における初期間隙水圧 $p_{<t>}$ を与えた時、時間 Δt 後の間隙水圧は次式で表される。

$$p_{<t+\Delta t>} = p_{<t>} - \frac{M}{V} \Delta t \left[Q_T + \sum Q_{app<t>} \right] - \frac{M}{V} \sum \left(\alpha \Delta \varepsilon \frac{V}{4} \right) \quad \dots (6)$$

ここに、 $Q_T + \sum Q_{app}$ は、流体流動のアウト・オブ・バランス値を表す。

3. 2 解析に用いた砂質土の物性条件

模擬地盤をMohr-Coulomb弾塑性体として解析を行った。この場合、地盤材料の物性を表すパラメータとして、①体積弾性係数(K)[Pa]、②せん断弾性係数(G)[Pa]、③内部摩擦角(ϕ)[°]、④ダイレイション角(φ)[°]、⑤粘着力(c)[Pa]、⑥引張強度(σ_t)[Pa]および⑦乾燥密度(ρ)[kg/cm³]が必要となる⁵⁾。体積弾性係数(K)およびせん断弾性係数(G)は、弾性係数(E)[Pa]とポアソン比(ν)から求められる。また、流体流動解析を行う際には、⑧物質中の流体の流動性係数(k)[m²/Pa・s]、⑨流体の密度(ρ_f)[kg/cm³]、⑩流体の体積弾性係数(K_f)[Pa]、⑪地盤材料の間隙率(n)を設定する必要がある⁵⁾。ここに、流動性係数(k)[m²/Pa・s]は一般的な透水係数(水圧伝導率)(k_h)[m/s]から、(7)式で表される。

$$k = k_h / g \cdot \rho_f \quad \dots (7) \quad g \text{は重力加速度}(9.8\text{m/s}^2) \text{である。}$$

解析を行った両ケースの入力物性条件を表2に示す。弾性係数、内部摩擦角、粘着力および間隙率は、ケース1については相対密度90%、ケース2については相対密度60%における三軸試験結果を用いた。乾燥密度はそれぞれ実験開始前に測定した。透水係数は非定常飽和・不飽和2次元浸透流解析法を用いて実験の測定結果をフィッティングさせることにより求めた。その他の入力物性値は砂質土として推定される適切な値を与えた。

表2 土槽実験シミュレーション解析における入力物性値

実験ケース	ケース1	ケース2
弾性係数(MPa)	5.79	44.7
ポアソン比	0.3	0.3
乾燥密度(kg/m ³)	1520	1500
粘着力(MPa)	0.000	0.003
内部摩擦角(°)	32	36
ダイレイション角(°)	15	15
引張強度(MPa)	0.0	0.0
透水係数(10 ⁻⁶ m/s)	30	100
間隙率	0.52	0.46

3. 3 解析における水圧条件

間隙水圧分布の初期条件は、ステージ0に設定した時点の水槽部水位(表1)および土槽部のマノメータ値を底面間隙水圧に換算して設定し、計算時の間隙水圧分布の初期条件とした。各ステージの水槽水位に対応する水槽部分の底面間隙水圧は、同様に表1に示した水位から換算して設定した。また、ステージ1以降の間隙水圧分布の初期条件は、前ステージ計算終了時の間隙水圧分布とした。

3. 4 計算手法

計算手順は、次のとおりである。

- ①ステージ0における間隙水圧の初期条件と境界条件下で2000ステップの計算を実行する。なお、計算ステップ数は試計算などの検討結果から決定した。
- ②計算結果の土槽部間隙水圧分布と実験の圧力水頭分布とを比較する。
- ③両者の分布がほぼ近似するまで、①、②を繰り返す。
- ④ステージ1以降については、地盤中は前ステージの最終計算結果の間隙水圧分布を、また水槽部はそれぞれのステージの水槽水位に相当する間隙水圧を初期条件とし、同様に2000ステップの計算を実行する。
- ⑤計算の間隙水圧分布が実験の圧力水頭分布に近似するまで、2000ステップの計算を繰り返し実行する。
- ⑦④から⑥を実験において流出状態となったステージまで繰り返し行う。

3. 5 解析結果

表3 シミュレーション結果の概要

シミュレーション結果のうち、切羽における最大変位量、切羽周辺の最大流速ベクトルの大きさ、間隙水圧分布の形態の特徴の概略および最大主応力値を表3に示す。

実験 ケース	ステップ	切羽の最大 変位量(10^{-4} m)	最大流速ベクトル (10^{-4} m/s)	間隙水圧分布 の特徴	最大主応力値 (10^4 Pa)
1	0	0.463	0.164	滑らかな曲線状	2.077
	3	0.622	0.186	滑らかな曲線状	2.538
	4	0.682	0.183	滑らかな曲線状	2.693
	5	7.463	1.725	切羽前方に負の間隙水圧領域の出現	4.586
2	0	0.040	0.199	直線的傾斜分布	1.719
	1	0.043	0.249	直線的傾斜分布	1.793
	2	0.047	0.280	滑らかな曲線状	1.889
	3	0.051	0.302	滑らかな曲線状	1.994

3. 5. 1 稲城砂を用いたケース1

(1)切羽における最大変位量

切羽における最大変位量はステージ

4から5にかけて1桁大きくなる。これは、実験時のステージ4では比較的ゆるやかな変形が生じ、ステージ5では急激な変形が生じたことと調和的である。図2にステージ4および5の切羽周辺における変位ベクトル図を示す。ステージ4では、切羽中心付近に均一で微小な押出し変形が生じている。一方、ステージ5では切羽下部でステージ4までに比べて大きな変位が生じ、変位速度等から見ても切羽前方にすべり面が生じたと考えられる。

(2)間隙水圧分布と地下水流動

ステージ4までの間隙水圧分布は、トンネル軸方向には水槽部から切羽までの模擬地盤中で滑らかな曲線状の分布形状を呈し(表3)、地盤内の間隙水圧は安定した分布を示す。また、地下水流は模擬地盤内全域で供給源の水槽から土槽前面への水平方向のベクトルが卓越する状態と見なされ、模擬地盤内を層流状に流動していると考えられる。

一方、ステージ5では切羽の前方約40~20cmのトンネル延長部に間隙水圧分布曲線の急勾配域、さらに切羽から前方約16cmの区間に間隙水圧が負となる領域が現れる(図3)。流速ベクトルはこの負の間隙水圧領域へ向かう流動を示し、最大流速ベクトルも顕著に増大し、地下水の流れが急激に速くなる。

(3)主応力分布

ステージ4までは、切羽周辺でもほぼ深度に応じた鉛直方向と水平方向の圧縮主応力が発生する。これに対し、ステージ5では切羽近傍にごく小さな引張り主応力が発生し、その周辺部に切羽を中心とした放射状方向の圧縮応力が発生する。また、主応力の最大値はステージ5で急増する(表3)。

3. 5. 2 佐原砂を用いたケース 2

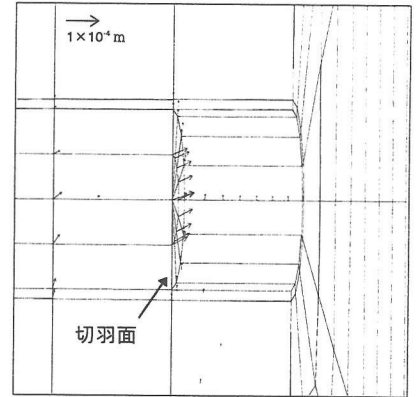
実験ではステージ 2 で表層崩壊から深部崩壊に至り、ステージ 3 で流出現象が生じたが、解析ではステージ 3 の条件に至っても切羽の最大変位量、最大流速ベクトル、間隙水圧分布形状に大きな変化は認められず、切羽の最大変位量は、 $5.094 \times 10^{-6} \text{m}$ と非常に小さな値となった(表 3)。ステージ 3 でも、切羽中心部にごく微小な押し出し変形が見られる程度である。主応力は各ステージで土槽の深度に応じた分布を呈し、水平成分に比べ鉛直成分の圧縮応力が卓越する。間隙水圧分布はステージ 3 までゆるやかな層流状の流れと考えられる。

3. 6 流体流動-力学連成解析による切羽崩壊現象の再現性

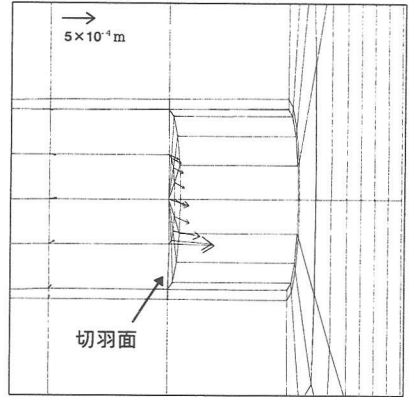
稲城砂を用いた土槽実験(ケース 1)のステージ 5 に相当するシミュレーションでは、ステージ 4 までに比べて切羽での変位量や変形形態が異なった結果(図 2)となり、切羽周辺での応力状態や間隙水圧分布(図 3)なども急激な変化を示した。このことは、実験においてステージ 4 からステージ 5 にかけて切羽状態が急激に変化し、流出に至ったことと一致する。しかしながら、解析結果における流出時の切羽最大変位量は小さく、さらに表層崩壊、深部崩壊発生時の切羽の不安定化も再現されていない。次に、ケース 2 のシミュレーションでは切羽での変形は流出段階(ステージ 3)の条件に至っても微小であり、実験結果は再現できなかった。

この原因として、両実験結果の現象的な相違点と解析的結果について次のような関係が考えられる。前述のように、ケース 1 とケース 2 の変形、崩壊形態は、前者が間隙水圧の発生により押し出された形態であるのに対し、後者は地下水流による浸食と土粒子の流動で特徴づけられる。一方、FLAC^{3D}による連成解析では前述の 3.1 に示したように流体の流れに伴う間隙水圧の変化が応力の変化に反映される⁵⁾。このため、本解析手法により間隙水圧の変化に伴う急激な状態変化を生じたケース 1 の流出段階は現象と解析結果が一致したのに対し、ケース 2 で見られた現象は再現できなかった可能性がある。

上記の考察結果は、連続体解析手法である FLAC^{3D} では、粒状土の特性に関わる挙動が再現できないことを示す。この点で、解析手法の適用性の問題を残す結果と考えられる。一方、粒状土の集合体である未固結砂層でもケース 1 の流出段階のように有意な間隙水圧の勾配に伴う変形量等の急激な変化が再現された。よって、地下水流による地盤内



ステージ 4



ステージ 5

図 2 ケース 1 の切羽周辺における変位ベクトル図

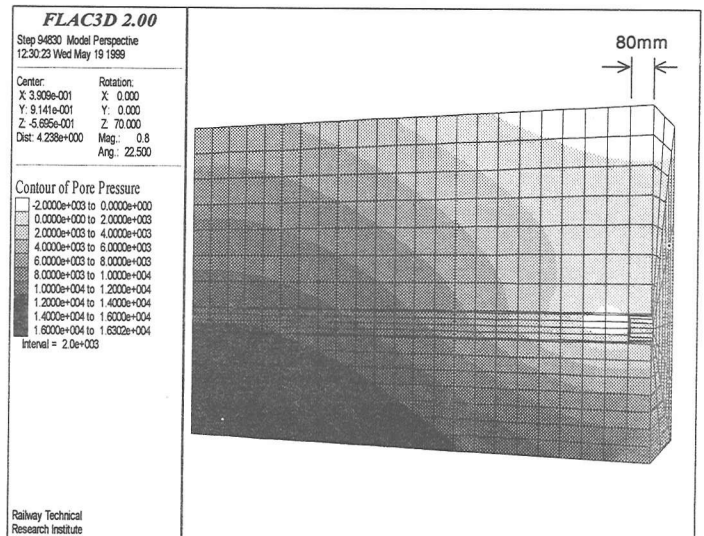


図 3 ケース 1 ステージ 5 での間隙水圧分布 (単位: Pa)

部の浸食や土粒子の流動の影響が少ないと仮定できる場合は、本解析手法は砂質土地山のトンネルの切羽安定性を検討するうえで地下水の浸透力による影響を評価できると考えられる。

4. トンネル掘削時の地盤，地下水条件によるパラメータ解析

前述の数値解析による土槽実験のシミュレーション結果に基づき，標準的な均質砂質土地盤中に掘削されるトンネル切羽をモデル化し，その状態変化にかかわる地盤条件と地下水条件をパラメータとして，流体流動－力学連成解析による数値実験を試みた。

4. 1 地盤モデル

解析を行う地盤モデルは均質砂質土地盤とし，3章の土槽実験のシミュレーションと同様にMohr-Coulomb 弾塑性体とした．地盤モデルの解析領域は，トンネル軸方向での左右軸対象性からトンネルを含む半断面モデルとし，80m×80m×80mとした．解析領域上面部は地表面に相当する．トンネルは，深さ 40m(解析領域の中心)の位置に，半径 5m(うち覆工 0.2m)，掘削長 20m としてモデル化した(図 4)．

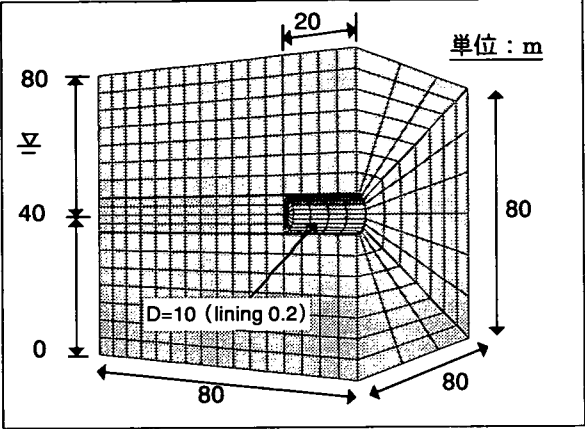


図 4 パラメータ解析における地盤モデル

4. 2 物性条件

表 4 にパラメータ解析に用いた地盤条件を示す．これらの物性条件は，耐震設計を行う際の地盤定数⁶⁾，砂の N 値と相対密度，内部摩擦角の関係⁷⁾から求めた値である．

4. 3 地下水条件

地盤モデルの解析領域における初期水位条件を後述のように設定し，解析領域の終端部での水位を固定した条件で，トンネルを掘削し解析を行った．初期水位条件は，地下水の無い状態，トンネル基面の高さ(トンネル中心から－5m)，以後 5m 間隔で水位深度 0m(トンネル中心から+40m，地表高さに相当)までの 11 パターンとした．この水位条件を表 4 に示した 7 種の地盤条件について設定し，計 77 ケースの解析を行った．

表 4 パラメータ解析地盤モデルの物性条件

定性的地盤状態	標準 N 値	相対密度 (%)	弾性係数 (MPa)	ポアソン比	内部摩擦角 (°)	乾燥密度 (kg/m ³)
緩い	0-10	0-40	29	0.40	29	1630
中位の	10-20	40-50	50	0.35	32	1840
やや密な	20-30	50-60	110	0.35	34	1840
密な	30-50	60-80	210	0.30	38	2040
かなり密な	50±	80±	320	0.30	41	2040
十分密な	50-	80-100	420	0.30	42	2040
非常に密な	50<<	100<	850	0.30	45	2040

なお，これらの地下水条件は掘削段階で切羽近傍に大きな動水勾配が形成される条件であり，前述の浸食や土粒子の流動等の粒状土の挙動の影響が小さい条件と考えられる．

4. 4 解析結果と考察

4. 4. 1 切羽近傍の地盤挙動

前述の F L A C ^{3D} による解析の適用に関する問題から，解析結果を切羽の変位量の急激な増加と，地山物性条件および地下水条件との関係に注目して以下に考察する．また，特に物性条件と地下水条件に関する境界値に関して考察する．

図 5 に計算上の安定解に対する切羽面での最大変位量を示す．また，図 6 に各地盤条件における水位条件と切羽面の見かけ引張りひずみの関係を示す．ここで，切羽面の見かけ引張りひずみとは，切羽面での最大変位量を切羽中心に発生することを仮定し，切羽面に発生する張力 T による仮想の引張りひずみとして定義

する(図7)。さらに、図6には、3章のケース1のステージ5におけるシミュレーション計算結果から求めた見かけ引張りひずみ量を参考として示す。これらの図から以下のことがわかる。

- ① $E=29\text{MPa}$ を除くと、発生する変位量や変位の形態は、弾性係数 210MPa と 320MPa の間を境に大きく異なる。
- ② 弾性係数が 210MPa 以下の場合、地下水位がトンネル中心から $+10\text{m}$ 以上で変位量増加が顕著となる。一方、弾性係数が 320MPa 以上では、地下水位がトンネル中心から $+15\text{m}$ 以上となつてから変位が生じ、 $+40\text{m}$ (解析上の地表面)まで変位量の急激な増加は見られない。
- ③ 地下水の低い条件では弾性係数に応じた切羽面の見かけ引張りひずみが生じる。また、高い条件では変位量の場合と同様に、弾性係数 210MPa 以下と 320MPa 以上で大きく異なり、前者で 1% 前後、後者で $0.1\sim 0.01\%$ である。
- ④ 大部分のケースで切羽の変位量増加が顕著となる水位条件で、切羽の見かけ引張りひずみが土槽実験の流出時点でのひずみより大きくなる。

4. 4. 2 地下水の挙動

各地盤条件で、変形量や見かけ引張りひずみの急増する以降の解析ケースの共通する特徴として、3.5.1に述べた土槽実験シミュレーションと同様の間隙水圧の急勾配域や負の間隙水圧領域の出現が例外なく認められた。これは本パラメータ解析での初期圧力水頭の条件から、連成開始初期に切羽近傍に大きな間隙水圧勾配が発生したことによる。この点で、上述の物性条件と変位量や引張りひずみの急増の関係は、地下水浸透力による切羽での急激な変形の発生条件を示すと考えられる。

5. まとめ

本論では、未固結砂質土のトンネル切羽の自立性評価として、土槽実験結果のシミュレーション、および標準的な砂質土地盤の物性条件と地下水条件の組み合わせによるパラメータ解析に大変形理論に基づく有限差分解析手法を適用した検討結果を述べた。結果は以下のように要約される。

- (1) 2種類の砂質土による土槽実験結果の再現性を検討した結果、粒度の良い稲城砂では浸透崩壊を示す切羽近傍の急激な状態変化が土槽実験での圧力水頭条件により再現されることが確認された。一方、粒度の悪い佐原砂は実験で流出が発生した圧力水頭条件でも解析的に崩壊は再現できなかった。

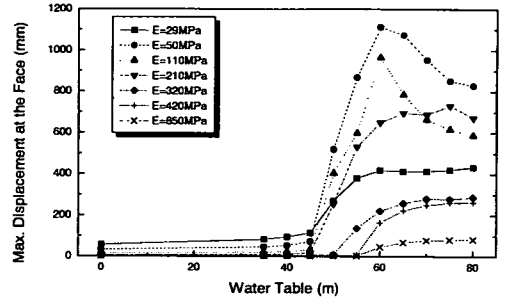


図5 各弾性係数における水位と切羽変位量

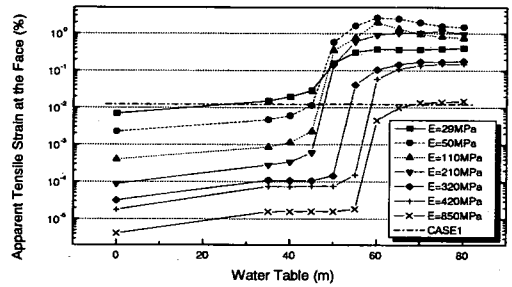
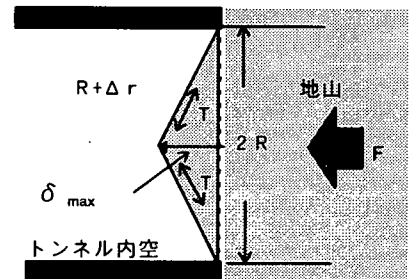


図6 弾性係数を変化させた場合の水位と見かけ引張りひずみとの関係



トンネル径: $2R$,
最大変位量: $\delta_{\max}$,
面引張り応力: T ,
面ひずみ量: Δr ,
見かけ引張りひずみ:
 $\epsilon_{\Delta r} = \Delta r / R$

図7 切羽面見かけ引張りひずみの定義

- (2)急激な状態変化が再現された解析ケースでは、切羽近傍に間隙水圧分布の急勾配域、負の間隙水圧の領域が特徴的に出現する。
- (3)シミュレーションの結果は、連続体解析手法であるFLAC^{3D}では粒状土の特性に関わる挙動が再現できないことを示すが、同時に地下水流による地盤内部の浸食や土粒子の流動の影響が少ないと仮定できる場合は、本解析手法は切羽の安定性を検討するうえで砂質土の物性条件に対応した地下水浸透力の境界条件を評価できると考えられる。
- (4)標準的な砂質土地盤を考慮したパラメータ解析の結果、弾性係数 320MPa（相対密度 80%）以上では切羽最大変位量、切羽面見かけ引張りひずみの発生は総じて小さい。一方、弾性係数 210MPa（相対密度 60-80%）以下ではトンネル中心+10m 以上の初期圧力水頭条件で大変形が発生した。
- (5)地下水条件から見ると、比較的硬質な砂質土地盤条件でもトンネル中心+10~15m 以上で急激な不安定化が生じた。これは、各解析の初期圧力水頭の条件が掘削直後に大きな間隙水圧勾配を形成する条件であることや、解析結果の考察から上記(2)に述べた本解析手法の適用性に合致したものと解釈される。

以上の解析的な検討により、砂質土地盤を対象とするトンネル切羽の自立性を評価するうえで、上記(3),(4)に示した弾性係数 320MPa（相対密度 80%）、および初期水頭（トンネル中心+10~15m）が重要な区分の目安となる可能性がある。すでに報告したように、筆者らは過去の同様な地山条件での検討事例や実験的な検討から、相対密度を砂質土地山の分類指標として有効であると考え、暫定的な地山等級区分値として相対密度 80%を提案した^{1),2)}。ここに、異なった手法による検討結果が一致したことは分類指標としての妥当性および区分基準値の有効性を示す結果と考えられる。また、相対密度によって評価を行うにあたり、解析から得られた初期水頭の条件は重要な分類上の適用条件と位置づけられる。

ただし、これらの結果は上記のように粒状体としての砂質土の挙動を表現できていない問題がある。この点に関して、本論で報告した土槽実験のモデル地盤に見られる粒度分布等の物性の違い等に着目した実験的な検証が必要と考えられる。さらに、その結果に基づく切羽流出の現象的な考察を行ったうえでFLAC^{3D}を含めた解析手法の適用性についての検討が今後の研究課題である。

参考文献

- 1)木谷日出男, 大島洋志, 榎本秀明: 切羽安定性評価のための砂質地山の分類法, 鉄道総研報告, 5, pp.39-46, 1991.
- 2)木谷日出男, 太田岳洋: トンネル切羽の安定性評価法の検討, 鉄道総研報告, 7, pp.49-56, 1993.
- 3)Cundall, P.A. and Board, M.: A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problem, Proc. 6th Int. Conf. on Numerical Methods Geomechanics, Innsbruck, Austria, 1988.
- 4)中川光雄, 蔣宇静, 江崎哲郎: 大変形理論の岩盤挙動および安定性評価への適用, 土木学会論文集, III-40, pp.93-104, 1997.
- 5)Itasca Consulting Group, Inc.: FLAC^{3D} Version 2.0 User's Manual, 1997.
- 6)土木学会: トンネル標準示方書【開削工法編】・同解説, 土木学会, pp.266, 1996.
- 7)土質工学会編: 土質調査法(第2回改訂版), 土質工学会, 1982.